

地中連続壁の本体利用における一体化結合方式の実験的研究

Experimental study of an unification method to utilize the cast-in-site diaphragm wall as permanent wall.

原田 哲伸^{*}、斎藤 亮^{**}、大竹 省吾^{***}
Tetunobu HARADA, Akira SAITO and Shogo OHTAKE

^{*}首都高速道路公団第二建設部設計課(〒151 東京都渋谷区代々木2-1-1)

^{**}首都高速道路公団湾岸線建設局設計課(〒105 東京都港区芝1-11-11)

^{***}工修 (株)オリエンタルコンサルタンツ総合技術部(〒213 神奈川県川崎市高津区久本3-5-7)

The mechanical joint method is usually applied to unification between cast-in-site diaphragm walls, but it is complicated to implement and a simpler joint method should be applied. In order to develop a simpler joint method, we performed an unconfined shearing test on joining surfaces, a bending test on a side wall and a bending test at the corner of an intersection. We then examined the influence on both walls applying the mechanical joint and the difference from the condition of joining surface. Based on the results of the analysis, we propose the new joining method which uses chipping. The new method is applied to the joint at the side wall and is used the mechanical joint together at the corner of an intersection. According to the results of the design, these new methods are enable to decrease the number of mechanical joints half and the quantity of steel compared with former method.

Key Word : unification, cast-in-site diaphragm wall, joining method

1. はじめに

仮設構造物の地中連続壁を本体利用する構造は、都市内の地下構造物において、近年、盛んに採用されてきている。図-1に示す現在事業中の首都高速道路中央環状新宿線においても、図-2のように、用地上の制約から、開削トンネル部の山留め壁として採用している地中連続壁を後打ち壁と一体化して本体利用する(一般に、「重ね壁形式」と対比して「一体壁形式」と呼ばれる。)箇所が多く計画されている。

この一体壁形式の場合、通常的设计では、機械継手等を用いた接合材により一体化がなされているが、機械継手のはつり出し等の現場施工が煩雑になり施工の簡略化が望まれている。また、地中連続壁を本体利用する場合、地中連続壁の構造上、表面の劣化したコンクリートの除去のために何らかの表面処理が行われているが、壁面の摩擦効果は今まで設計に反映されていなかったため、近年、壁面のチッピングによる摩擦効果を考慮した設計法が提案^{1~4)}され、設計施工の合理化がはかられている。

このような現状を踏まえ、筆者らは、上記一体壁形式の施工の簡略化を目的とした、一体壁形式における新たな一体化結合方式の検討を行った。その際、一体壁形式でポイントとなる、接合材の配置・量と接合面処理の相違による一体化した地中連続壁と後打ち部材の特性の把

握を行い、中央環状新宿線に適した設計法を考案した。

本論文では、前記特性の把握のために地震時の繰り返し荷重までを考慮して行った、接合面のずれせん断試験、側壁部の曲げせん断試験ならびに、隅角部の曲げせん断試験と、これらの試験結果の分析を基に考案した一体化結合方式とその設計法について述べる。

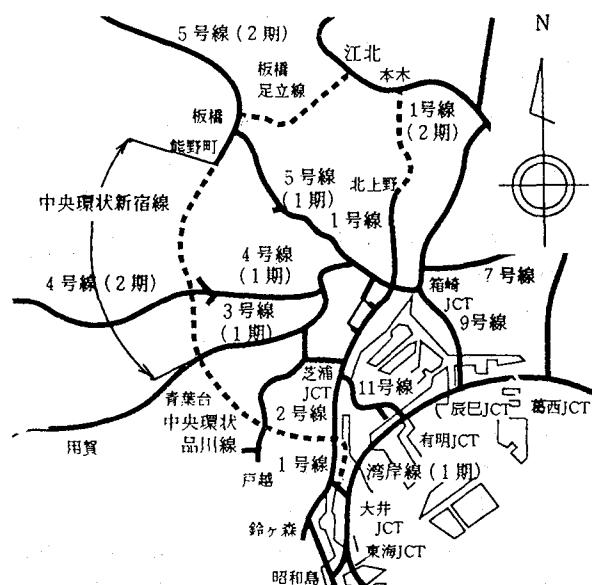


図-1 中央環状新宿線

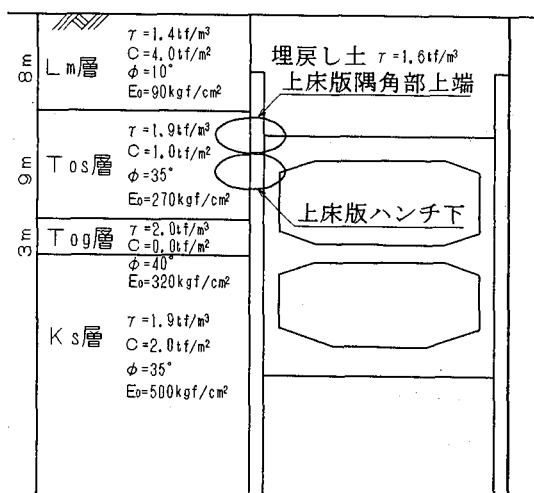


図-2 検討対象

2. 課題の抽出

一体壁形式の場合、接合面の一体性の有無がポイントとなるため、検討対象の接合面に生じる地震時までのずれせん断応力をコンクリート接合面がずれ始める強度と比較した。ずれせん断応力の算定は、検討対象を図-3に示すようなFEMでモデル化し、許容応力度法レベル(L1レベル)の地震時荷重をトンネル横断面と縦断方向に作用させて行った。その際、地盤ばねと入力荷重の算定は、それぞれ、地中構造物の最新の耐震設計法が記されている「駐車場設計・施工指針」⁶⁾および、「共同溝設計指針」⁶⁾の応答変位法に準拠した。コンクリート接合面がずれ始める強度は、既往の研究^{1), 7)}で測定されている接合面のコンクリートにはつり処理を行った場合の値である12Kgf/cm²を用いた。

この結果、前掲の図-2に示す横断面の上床版のハンチ下位置に大きなずれ力が発生し、ずれが生じる可能性が高いことが判明した。このため、ずれが生じた後の挙動の把握を目的として、

- ・接合面のずれせん断試験
- ・側壁部の曲げせん断試験

を行うこととした。

また、前掲の図-2に示す上床版隅角部上端位置に曲げに伴う引張が生じ、接合面が開くことが判明した。接合面の開きに対しては、主鉄筋を通せば対応可能と考えられるが、接合面を有する隅角部の挙動は明確でなく、適切な配筋検討を目的とし、

- ・隅角部の曲げせん断試験

を実施することとした。

3. 実験検討

3.1 接合面のずれせん断試験

(1) 実験概要

地中連続壁と後打ち部材の接合面のずれせん断特性に着目した実験はいくつかある^{1), 7), 8)}が、接合面処理の効果、接合材が多い場合の特性、地震による繰返し変位

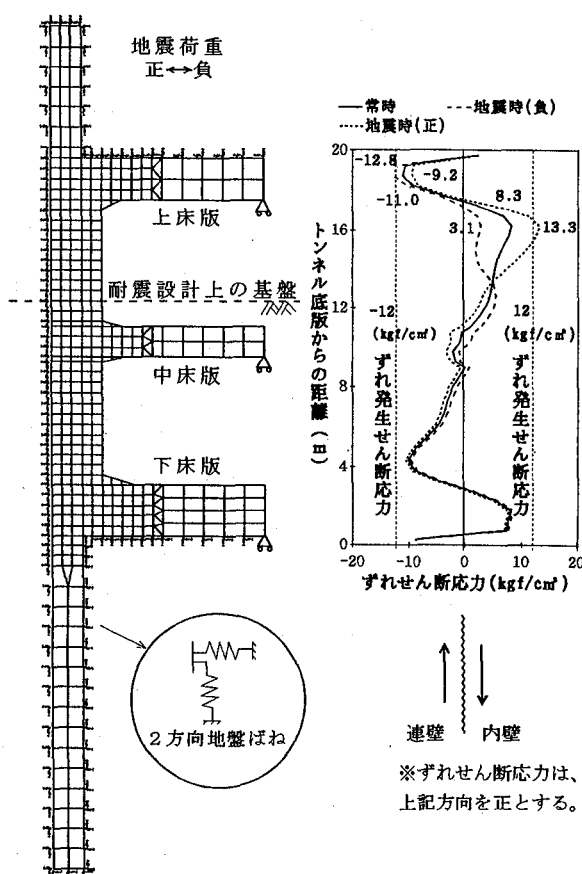


図-3 横断面のFEM解析

に対する影響が明確にされていないため、着目点は、以下の3点とした。

- ・A. 接合面のずれ発生荷重
- ・B. 接合面処理と接合材の効果
- ・C. 繰返し変位の影響

供試体は、接合面処理（凹凸処理の有無）と接合材比（接合材の接合面との面積比が0~1.6%）を変えた、図-4、表-1に示すものとし、一面せん断試験により実験を行った。接合面処理は、チップ処理を想定した粗骨材の最大寸法の1/2に相当する10mm（±5mm）の凹凸処理を行ったものと、凹凸処理を行わずシリコングリスを塗布して付着を無くしたものの2ケースとした。コンクリートと接合材は実構造物に合わせ、 $\sigma_{ck}=240\text{kgf/cm}^2$ 、SD345とした。コンクリートの示方配合と接合材の諸元は表-2、3に示すとおりである。

載荷方法は地震による繰返し変位を考慮し、接合材が弾性領域内に留まり、かつ事前に行ったFEMによる予測解析において、地震時に発生が予想された値以上のずれ量0.25mmで10サイクルの片方向の繰返し載荷を行った。実構造物の地震時荷重は、図-5の側壁上部の曲げモーメント図に示すように、常時の土水圧に地震時荷重が加わるため、載荷・除荷の繰返しとなる。よって、正負交番ではなく、片方向の繰返し載荷とした。

ずれせん断試験では除荷時に変形が戻らない可能性があるため、荷重の制御はアクチュエーターを用い、強制

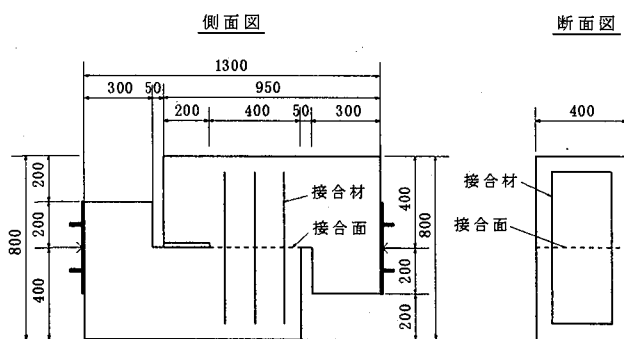


図-4 ずれせん断試験供試体

表-1 ずれせん断試験ケース

		接合面処理		接合材比の位置づけ
		凹凸処理	凹凸処理	
接 合 材 比	0%	—	S-2-1	凹凸処理の効果の評価のため
	0.2%	S-1-2	S-2-2	鋼材の効果が現れる最小接合材量 ⁷⁾
	0.5%	S-1-3	S-2-3	側壁部の接合材量を想定
	1.6%	—	S-2-4	隅角部の接合材量を想定

接合材比：接合材量／接合面の面積

表-2 示方配合表

呼び強度 (kgf/cm ²)	粗骨材 最大寸法 (mm)	スランブ (cm)	空気量 (%)	W/C (%)	s/a (%)
240	20	8±2.5	4.5±1.5	53	44.3
材 料	水	セメント	細骨材	粗骨材	混和剤
単位量 (kg/m ³)	162	306	800	1035	0.765
摘 要	—	早強ポゾランセメント	川 砂	砕 石	ボゾリス No. 70

表-3 接合材の諸元

ケース	接合材 比	径	本数	ヤング 係数	降伏 強度
S-2-1	0%	—	—	—	—
S-1-2 S-2-2	0.2%	D13	2本	2.06×10 ⁶ kgf/cm ²	3780 kgf/cm ²
S-1-3 S-2-3	0.5%	D13	6本	2.09×10 ⁶ kgf/cm ²	4190 kgf/cm ²
S-2-4	1.6%	D19	9本	2.09×10 ⁶ kgf/cm ²	4190 kgf/cm ²

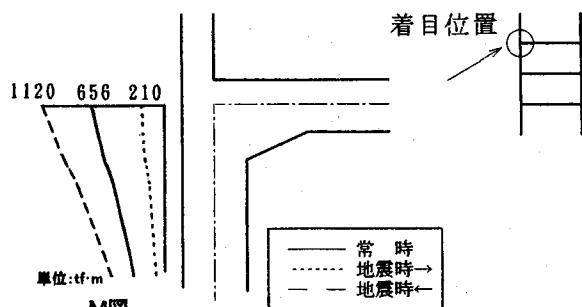


図-5 側壁上部の曲げモーメント図

的な戻しを行った。また、接合面には、実際に側壁部に作用する荷重と同程度の鉛直圧力 (5kgf/cm²) を加えた状態で載荷した。計測項目はずれ量とずれに伴う開き量および接合面から内部へ20mmと100mmの深さにおける接合材のひずみとした。

(2) 実験結果

下記の事項を確認した。

①荷重とずれの関係を図-6、7に示す。図-6は凹凸がない場合であり、図-7は凹凸がある場合である。図-7より、凹凸処理のみを施したS-2-1のずれ発生後のせん断伝達耐力は20tf (12~13kgf/cm²) 程度である。この値は、先に図-3に示したL1地震時の最大ずれせん断応力 (13~14kgf/cm²) と同程度であり、凹凸処理のみでは、地震時には部分的にすべる可能性があることが分かる。

②図-6、7の同一接合材比のケース、S-1-2とS-2-2およびS-1-3とS-2-3のずれ後のせん断伝達耐力の差は、20~30tfであり、凹凸処理のみの値 (20tf) 以上である。これより、凹凸処理と接合材を併せ持つと、ずれ後のせん断伝達耐力に関して、単純な加算以上の効果があることが分かる。これは、せん断抵抗を生じさせる原因が、凹凸のない場合は鉄筋のダボ効果、凹凸のある場合はせ

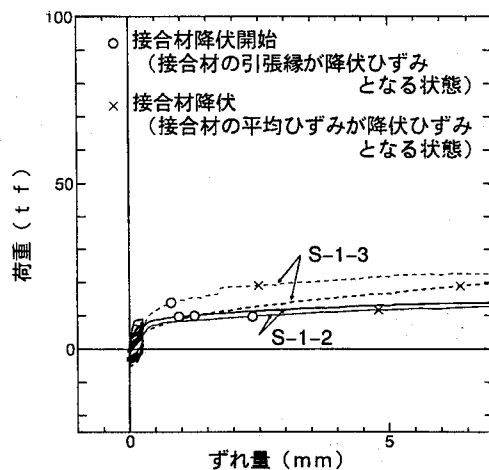


図-6 荷重～ずれ (凹凸なし)

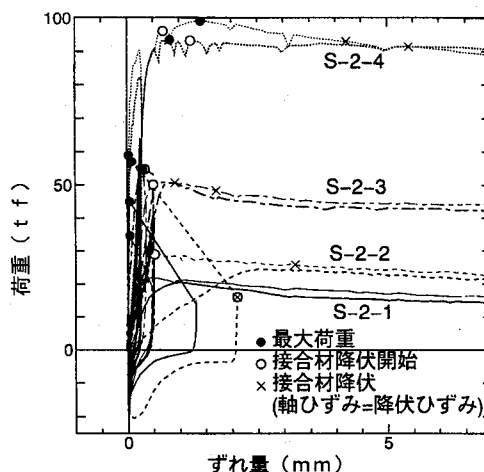


図-7 荷重～ずれ (凹凸あり)

せん断摩擦と大きく異なるためと考えられる。せん断摩擦はずれに伴う接合面の開きにより接合材に軸力が作用し、これにより導入される接合面の圧縮力により摩擦力が増加するものである。実験の結果、凹凸のあるケースでは、図-8に示すようにずれに伴いずれ量の約1/2の開きが生じている。

③図-9に接合面に凹凸処理を施した場合のせん断伝達耐力と荷重の関係を示す。同図には、平成3年度版コンクリート標準示方書によるひび割れ部における関係⁹⁾を重ねて示す。これより、接合面に凹凸処理を施した場合の接合面に生じるせん断伝達耐力の摩擦係数は、接合材比が増えると減少し、接合材比を変数にしているコンクリート標準示方書の次式の値を0.7倍することで近似できることが分かる。

$$\mu = 1.1 \sqrt{f'c / (p f_y \sin^2 \theta + \sigma' n)^{2/3}} \leq 0.12 \sqrt{f'c} \dots\dots\dots (1)$$

ここで、μはせん断伝達耐力の摩擦係数、f'cはコンクリート強度、pはせん断面における接合材比、f_yは接合材の降伏応力度、θはせん断面と接合材のなす角度、σ'nはせん断面に垂直に作用する平均圧縮応力度であり、応力度の単位系はkgf/cm²である。

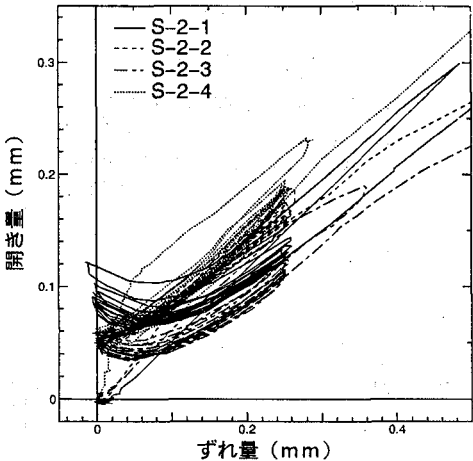


図-8 開き～ずれ（凹凸あり）

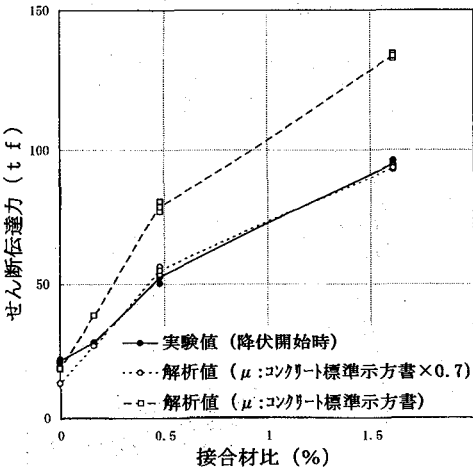


図-9 せん断伝達耐力

また、下記の事項も確認した。
 ④繰り返し载荷の影響によって抵抗力が減じるが、より大きな変形に対する抵抗力は変わらない。
 ⑤接合面より100mmの深さ位置の鉄筋の引張りずみは、凹凸処理と接合材の径により異なるが、接合材にD19を用いたケースS-2-4では最大で接合面でのひずみの70%程度にもなり、100mmは定着長として不十分である。

3.2 側壁部の曲げせん断試験

(1) 実験概要

地中連続壁と後打ち壁の曲げせん断実験はいくつかある^{1), 10)}が、荷重条件が本検討対象と異なることと、地震による繰り返し荷重に対する影響が明確にされていないことから、以下の3点に着目して実験を行った。

- ・ A. 耐力
- ・ B. 変形特性
- ・ C. 繰り返し荷重の影響

実構造物において、接合面のずれせん断力と曲げモーメントの最も大きい、上床版ハンチ下断面の荷重状態をモデル化した1/6スケール供試体を用いて曲げせん断

表-4 側壁部の曲げせん断試験ケース

		側壁部接合面処理		
		凹凸なし	凹凸あり	一体打ち
側壁部接合材	なし	B-1-1 	B-2-1 	
	あり	B-1-2 	B-2-2 	B-3-2

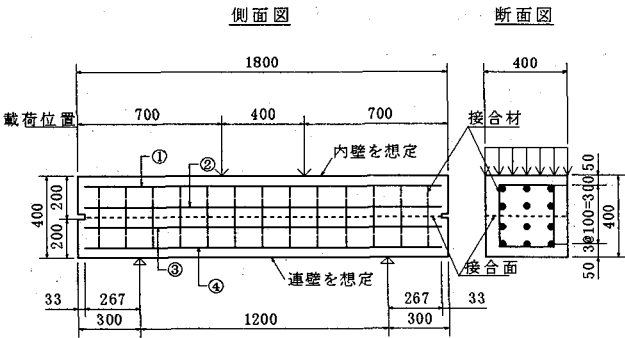


図-10 側壁部の曲げせん断試験供試体

表-5 配筋諸元

NO	径	本数	降伏強度	ヤング係数
①	D10	3本	2.10×10 ⁶ kgf/cm ²	3590 kgf/cm ²
②	D16	3本	2.07×10 ⁶ kgf/cm ²	3510 kgf/cm ²
③	D13	3本	2.06×10 ⁶ kgf/cm ²	3780 kgf/cm ²
④	D19	3本	2.09×10 ⁶ kgf/cm ²	4190 kgf/cm ²

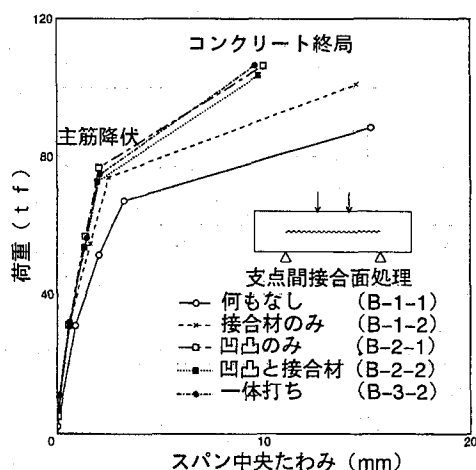


図-11 荷重～たわみ

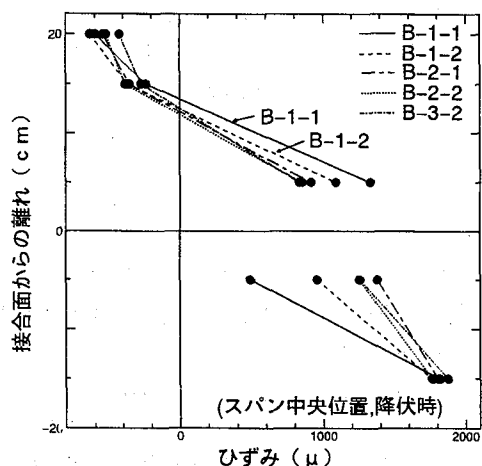


図-12 鉛直方向のひずみ分布

試験を実施した。支点の外側は隅角部を想定し凹凸処理と接合材により一体性を確保したが、支点間は接合面処理と0.5%の接合材の有無の組み合わせで5種類の供試体各2体を作成した。試験ケースを表-4に、供試体の形状と配筋諸元を図-10、表-5に示す。接合面の処理方法と使用材料はずれせん断試験と同一とした。載荷方法は、1体を主筋のひずみが地震時の許容ひずみとなる荷重までの10サイクルの片方向の繰返し載荷とし、1体を単調増加載荷とした。計測項目は、供試体中央と載荷点横における鉄筋とコンクリートのひずみおよび接合面のずれとたわみとした。

(2) 実験結果

下記の事項を確認した。

- ①各ケースの荷重とたわみの関係を図-11に示す。同図より、支点間の接合面に凹凸を設けた供試体は、耐力・変形とも一体打設供試体とほとんど変わらないことが分かる。また、凹凸なしで接合材のみの場合は降伏後の変形が大きくなるが耐力は変わらず、接合材もない場合でも耐力は2割程度しか劣らないことが分かる。
- ②主筋の降伏時のスパンセンターの鉛直方向のひずみ分

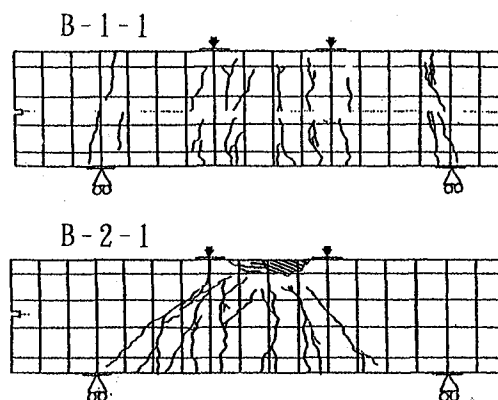


図-13 ひび割れ分布

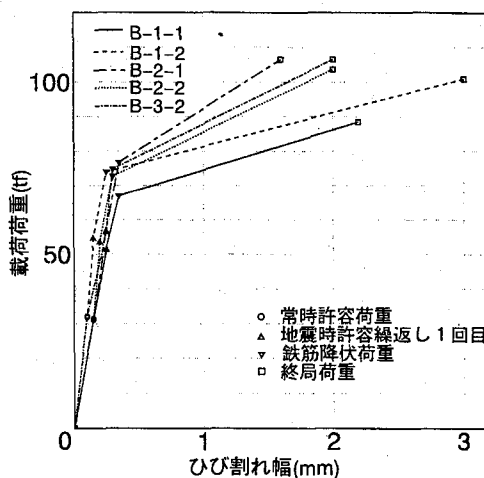


図-14 最大ひび割れ幅

布を図-12に示す。同図より、凹凸処理の行われていないB-1-1とB-1-2は平面保持が崩れており、完全な一体はりにはならないことが分かる。

③支点間に凹凸処理も接合材もないB-1-1と凹凸処理のみを施したB-2-1のひび割れ性状を図-13に示す。同図より、凹凸処理を施した供試体は上・下部材のひび割れが連続し、一体打ちと差異がないが、凹凸処理のない供試体は上・下部材別々にひび割れが発生することが分かる。

④各ケースの荷重と最大ひび割れ幅の関係を図-14に示す。同図より、降伏荷重時の最大ひび割れ幅は、各供試体間で有意な差はみられず、凹凸処理も接合材もない場合でも降伏点以下で使用する限り耐久性の問題はないと考えられる。

また、本実験により下記の事項も確認した。

- ⑤繰返し載荷により、繰返し範囲内では若干剛性の低下が見られたが、終局時の耐力や変形量には有意な差はない。

3.3 隅角部の曲げせん断試験

(1) 実験概要

側壁部の試験結果より、隅角部がしっかり固定されていれば、側壁部はチップ処理だけでも完全一体と同程度の性能を有する事が判明した。一体壁形式の隅角部

の載荷実験事例はあるものの¹¹⁾、配筋方法に関する検討はないため、上記条件を満足する隅角部の配筋方法の検討を目的とした実験を行った。

実験対象は、図-15に示すチップング方式と従来方式の2体とした。チップング方式とは、隅角部は凹凸処理と接合材により完全に一体性を確保するが、側壁部は凹

凸処理のみを行う方式である。従来方式とは、接合面全面に渡り凹凸処理を行い、隅角部には引張・圧縮の主筋を貫通させ、側壁部は両壁のスターラップを結合する方式である。

チップング方式では、隅角部に接合面のずれに伴うせん断力が集中することや、上床版隅角部上端には、曲げに伴う開きが生じるため、以下の事項に着目した。

- ・ A. 隅角部に集中するずれせん断力の分布と、補強接合材の配置
- ・ B. 上床版隅角部接合面に生じる曲げに伴う開きに対する配筋方法

供試体は、実構造物と荷重状態および鉄筋比を合わせた1/6スケールの上床版と側壁部よりなるL型供試体とした。

チップング方式では、前述のA、Bの確認のために、

①隅角部接合材の配筋は、あらかじめFEM解析によりずれせん断力の大きい位置を求めて行った。

②隅角部の接合面にはスラブの主引張鉄筋のみを通し、圧縮鉄筋は内壁で定着させた。

従来方式は、従来どおり、一体打設の場合と同様の配筋を行った。

なお、両供試体とも上床版の主鉄筋の降伏が側壁に先行しないように図-15に示すように内壁の外側鉄筋を上床版に回して補強した。

接合面には、いずれも粗骨材の最大寸法の1/2 (±5mm)の凹凸処理を行った後に、設計上見込めない付着力を切るために、シリコングリースを塗布した。使用材料は、先の2つの試験と同一とした。載荷方法は、L1レベルの地震による繰り返し変位を考慮し、側壁主鉄筋が地震時許容ひずみとなる荷重までの10サイクルの片方向の繰り返し載荷とした。計測は、主鉄筋と接合材およびせん断補強筋のひずみと、接合面のずれ・開き量と、全体変形量とした。

(2) 実験結果

以下の事項を確認した。

①両供試体の荷重と変位の関係を図-16に、両供試体の破壊までの挙動を図-17に示す。両図より、地震時荷重を考慮した繰り返し範囲内では、両供試体間で大きな差異はないことが分かる。

②図-17に記した最大荷重より、従来方式では解析値を上回るが、チップング方式では解析値を5%程度下回ることが分かる。しかし、この値は側壁部の耐力により決まっており、隅角部自体に問題はないと考えられる。

③図-16、17より、チップング方式は、降伏荷重が最大荷重となることが分かる。これは、側壁主引張り鉄筋

(連続外側鉄筋)の降伏により、地中連続壁のひび割れと接合面のずれが急激に増加し、内壁に荷重が集中し内壁コンクリートの圧壊が生じたためと推定される。降伏後の荷重低下は少いため、大きな問題はないものと考え

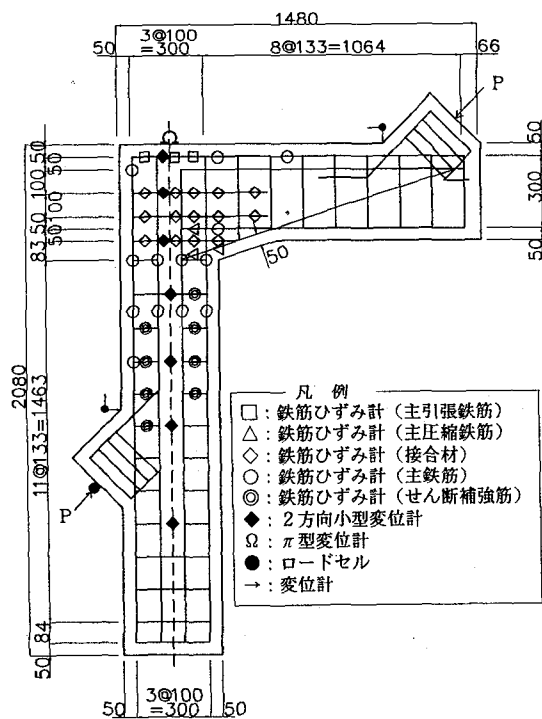


図-15(a) チップング方式供試体

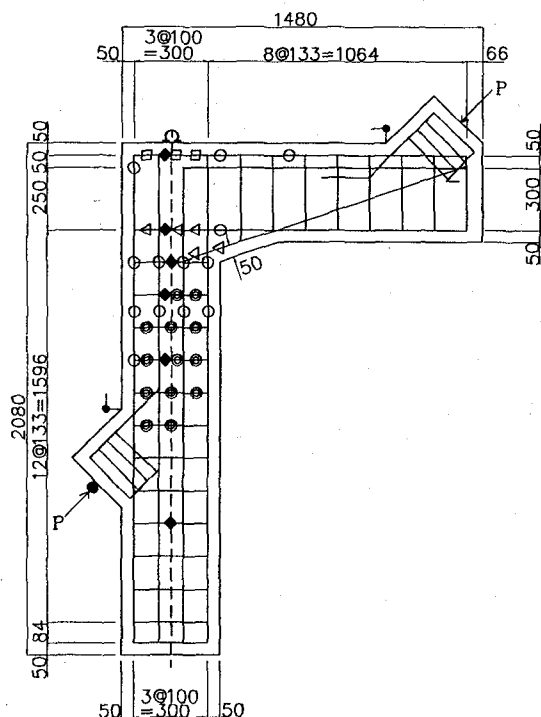


図-15(b) 従来方式供試体

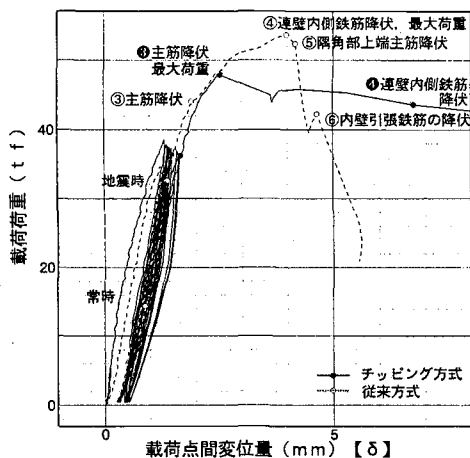


図-16 荷重～変位

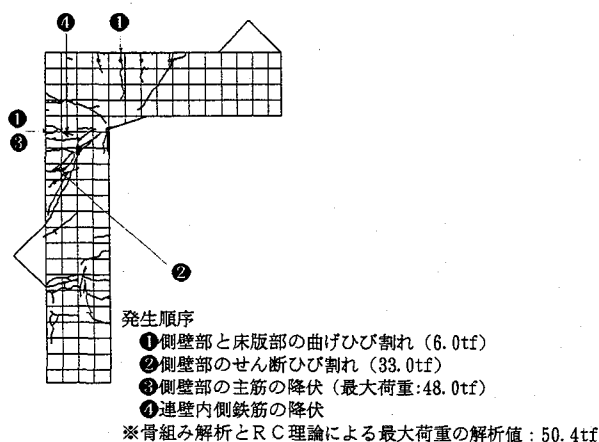


図-17(a) 破壊までの挙動 (チッピング方式)

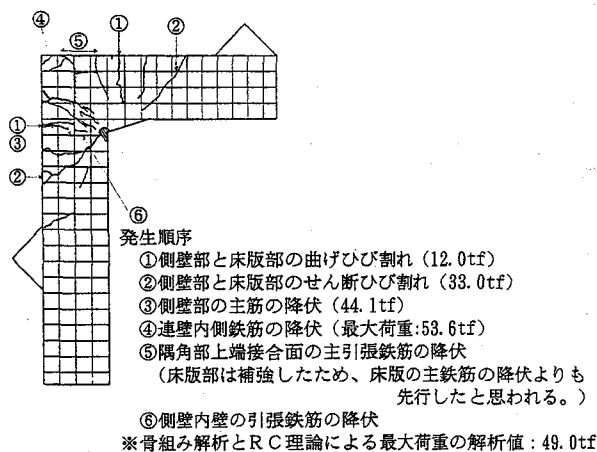


図-17(b) 破壊までの挙動 (従来方式)

られるが、急激なずれの増加を抑制するため、今後、側壁ハンチ下に配置する接合材範囲の検討を行い、実験により確認する。

④図-16、17より、従来方式は、上床版隅角部の接合面の主鉄筋が降伏すると急激に耐力が低下することが分かる。これは、隅角部の接合面が開いたことにより内壁に荷重が集中したためと考えられる。ただし、隅角部の接

合面の主鉄筋が降伏したのは、上床版よりも先に側壁の主鉄筋が降伏するように、内壁の外側鉄筋を上床版に回して補強を行ったため上床版に比べ耐力が小さくなったためであり、通常の配筋を行う限り問題ないと思われる。⑤ずれ分布を図-18に示す。ハンチ根本付近を境にずれる方向が逆になっていることが分かる。これは、供試体がこの位置を境に折れ曲がるためと考えられる。これより、ずれせん断補強は、この位置を境に別々に検討する必要がある。

⑥隅角部内に配置した接合材の応力分布を図-19に示す。図-18のずれ分布と隅角部内に当たる⑥～⑧の範囲を比較すると、ずれ量と接合材の応力に相関関係があることが分かる。このため、課題のAに対しては、ずれの大きいところに集中的に接合材を配置するのが妥当と考えられる。また、ずれ量は後に示す図-26のずれ分布のシミュレーション解析結果より解析により近似できることが確認できており、今回のずれ量と接合材の応力の実験結果をもとに配筋が可能と考えられる。

⑦接合材の長さ方向のひずみ分布を図-20に示す。同図より接合材の引張応力は接合面から200mmの深さで大きく低下していることが分かる。供試体の接合材はD16のため、片側に15D程度以上の長さがあれば良いことが推定できる。

⑧主引張鉄筋の応力分布を図-21に示す。同図より、⑥の接合面位置に生じる引張応力は、終局状態まで、③の側壁のハンチ下より小さく、また、補強を行った⑧の上床版ハンチ付け根と同等であり、課題のBに対しては、スラブの主引張鉄筋を通すだけで問題ないことが分かる。また、チッピング方式の値は従来方式よりも2割程度小さく、より安全である。これは、隅角部に集中的に接合材を配置するためと思われる。

⑨圧縮鉄筋の応力分布を図-22に示す。同図より、圧縮応力はわずしか発生せず、従来方式では、ずれに伴う開きにより引張り応力が作用していることが分かる。よって、圧縮鉄筋の役割からは、接合面を通す必要はないと考えられる。ただし、従来方式においても、別途ずれに対する検討が必要と思われる。

⑩せん断補強鉄筋の最大応力分布を図-23に示す。チッピング方式のせん断補強鉄筋は、重ね壁形式のせん断設計方法に準拠し、結果的には従来方式と同量の配筋を行ったが、同図より、発生応力は最大荷重時でも1000kgf/cm²程度であり、また従来方式に比べて小さいことが分かる。よって、同設計法が適用できると考えられる。また、内壁と地中連続壁の最大応答値は同程度であったことが確認できており、壁厚比が同一の場合は均等に抵抗することがわかった。なお、従来方式の値が大きいのは、接合面のずれに伴う開きの影響を受けたためと思われる。

4. 解析検討

破壊現象である「ずれ」を伴う構造の耐力を解析的に

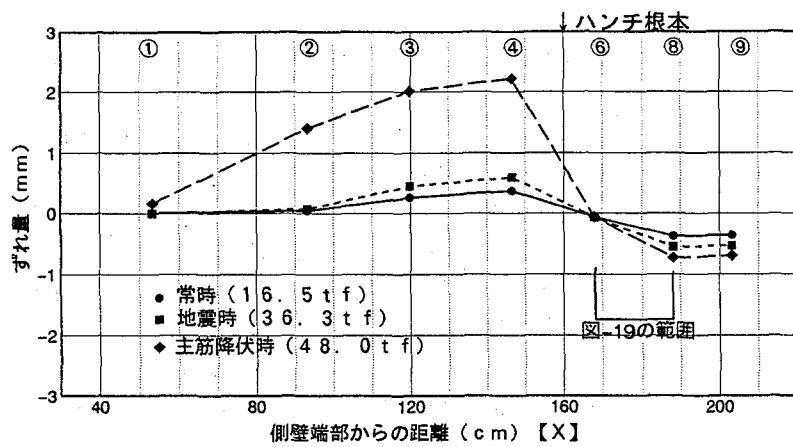


図-18 接合面のずれ分布(チッピング法)

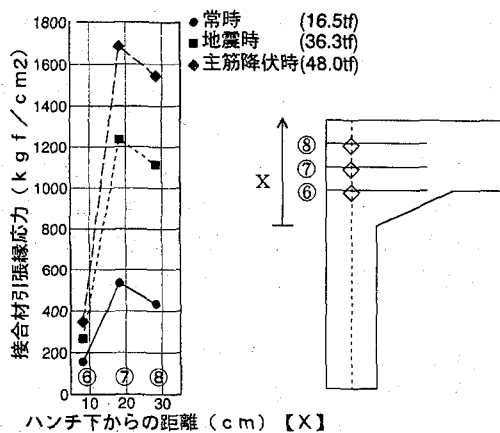
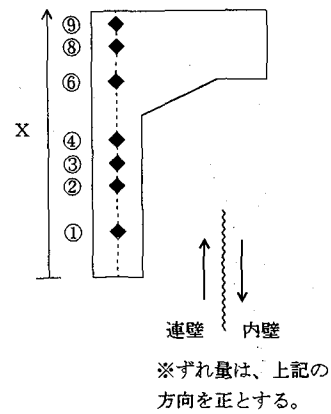


図-19 接合材の引張線の応力分布(チッピング法)

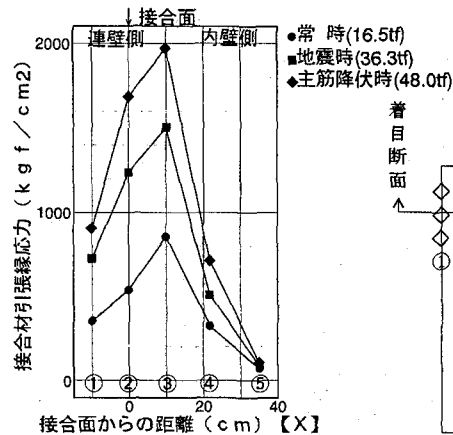


図-20 接合材の引張線応力の長さ方向の分布(チッピング法)

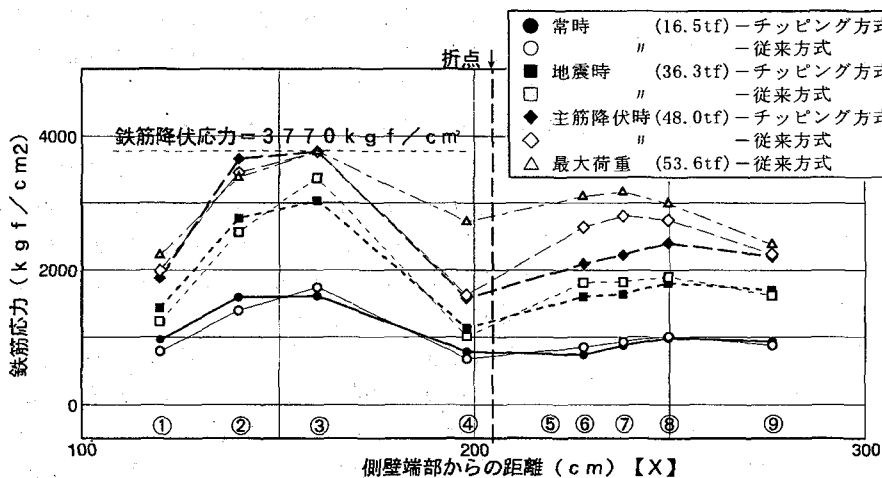


図-21 引張鉄筋の応力分布

シミュレートすることは困難であるが、構造条件の異なる各種構造の耐力の推定が行えるように、各供試体の実験結果をFEM解析によりシミュレートした。

4.1 側壁部の曲げせん断試験

(1) 解析方法

解析には、図-24の非線形FEMモデルを用いた。鉄

(2) 解析結果

シミュレーション解析としてひずみ・たわみ・ずれ・

筋はトラス要素、接合面はジョイント要素、コンクリートはひび割れによる剛性の低下を考慮できる平面応力要素でモデル化した。接合面のジョイント要素の特性は、接合面のずれせん断試験の結果を用いた。

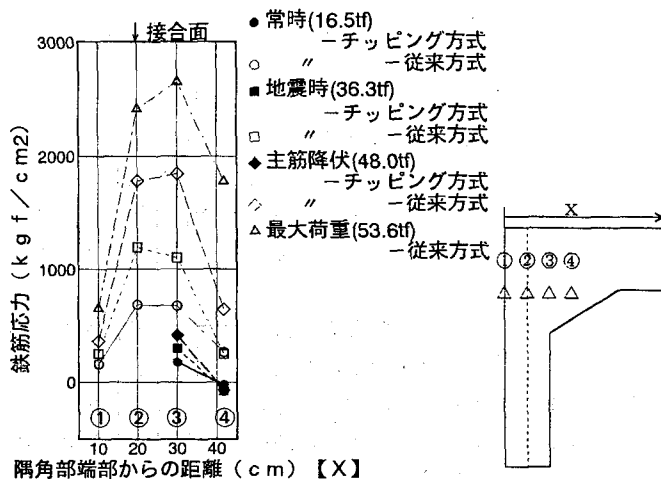


図-22 圧縮鉄筋の応力分布

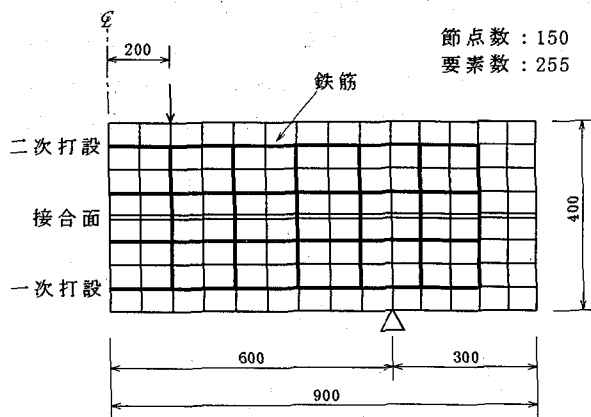


図-24 FEM解析モデル

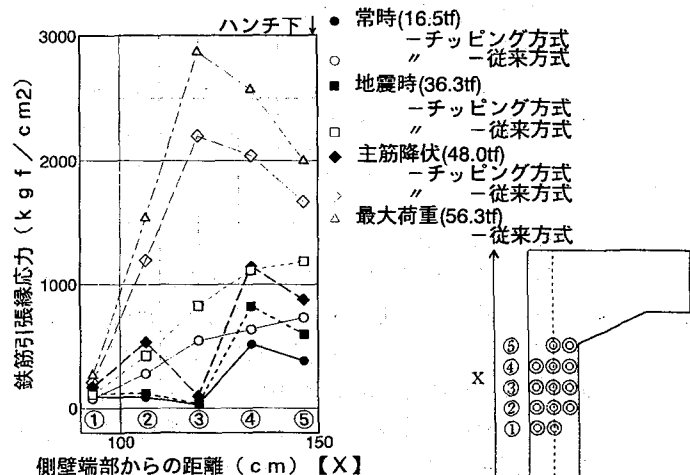


図-23 せん断補強筋の応力分布

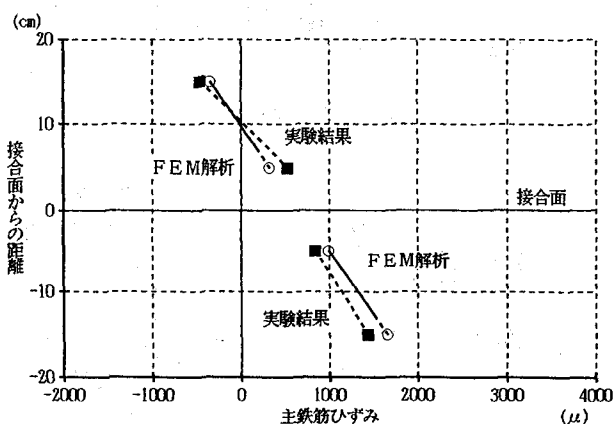


図-25 鉛直方向のひずみ分布

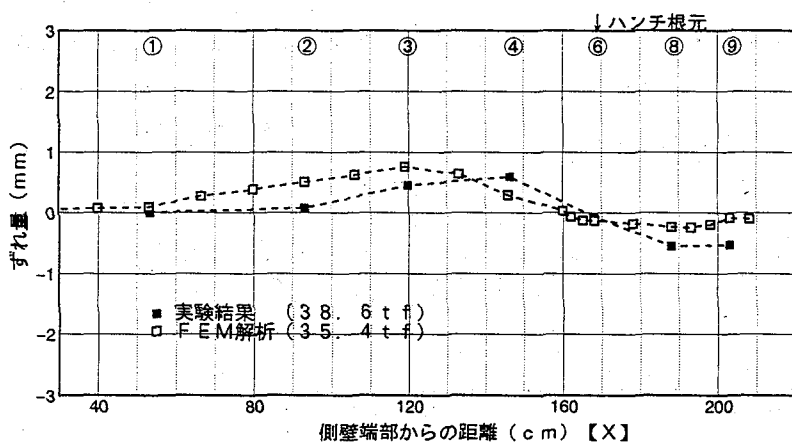


図-26 接合面のずれ分布

断面の鉛直方向のひずみ分布の比較を行った。結果の一例として、シミュレートが最も困難な鉛直方向のひずみ分布を図-25に示す。同図は支点間に凹凸処理のみを行ったB-2-1の-span中央位置の地震時のものであるが、他のケースも同様に高い精度で近似ができており、同手法により実構造物の挙動の推定が可能と考えられる。

4.2 隅角部の曲げせん断試験

隅角部についても同様にシミュレーション解析を行った。チッピング方式における荷重の大きいハンチ下位置の接合面のずれ分布と、鉛直方向のひずみ分布を図-26、27に示す。

荷重状態が複雑な隅角部に近接するものの、両者とも比較的高い精度で近似ができています。

5. 施工の簡略化を考慮した設計法（案）

実験検討より、隅角部がしっかり固定されていれば、側壁部はチップング処理だけでも完全一体と同程度の性能を有することと、これを満足できる隅角部の製作が可能であることが判明した。接合面自体の強度特性も把握できた。

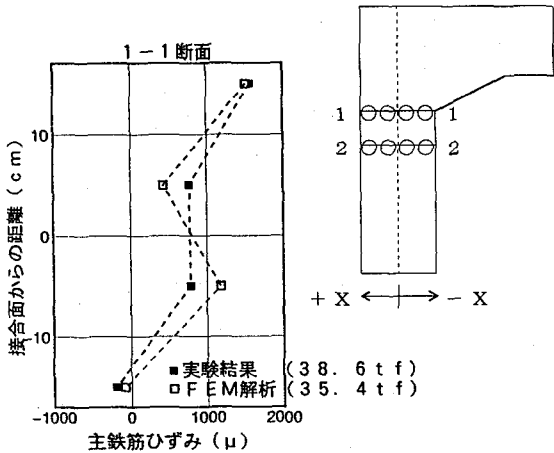


図-27 鉛直方向のひずみ分布

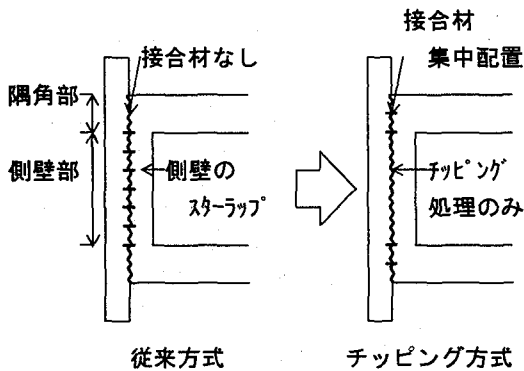


図-28 チッピング方式と従来方式の相違

この結果を踏まえ、施工の簡略化を考慮した設計法（案）として

・隅角部は凹凸処理と接合材により完全に一体性を確保するが、側壁部は凹凸処理のみを行うチップング方式を考案した。従来の構造形式との相違を図-28に示す。従来方式は、側壁のスターラップ全数を接合面に通す構造であり、スターラップを接合材として期待する方式である。

選定した一体化結合方式は、接合面がずれることが特徴である。これを踏まえた設計の流れを図-29に示す。一般に、ずれやひび割れが生じると、部材の剛性は低下する。また、地中構造物は地震外力として地盤変位の影響を大きく受けるため、地震による断面力は、部材の剛性により大きく異なる。このため、地震による増加断面力の算定は、ずれとひび割れによる剛性の低下を考慮することとした。

一方、ずれが生じると、断面内のひずみ分布の平面保持の仮定が成り立たなくなるため、部材の設計においては、両壁の断面力の分担率を考慮することとした。

(1) 部材剛性の低下

剛性の違いを総合的に評価できる指標として、部材のたわみに着目し、側壁部の曲げせん断試験の実測値およびこれのFEMによる補足解析と、コンクリートの全断面有効の初期剛性による理論値との比較を行い、コンクリート全断面有効の初期剛性に対する剛性の比率を算定した。実験では、部材に作用する軸力を考慮出来ないため、補足解析では供試体の縮尺で換算した軸力（14tf）を考慮するケースも行った。

チップング方式の側壁部と、一体打ちの床版部の地震時の鉛直荷重およびたわみと、これをもとに算定した地

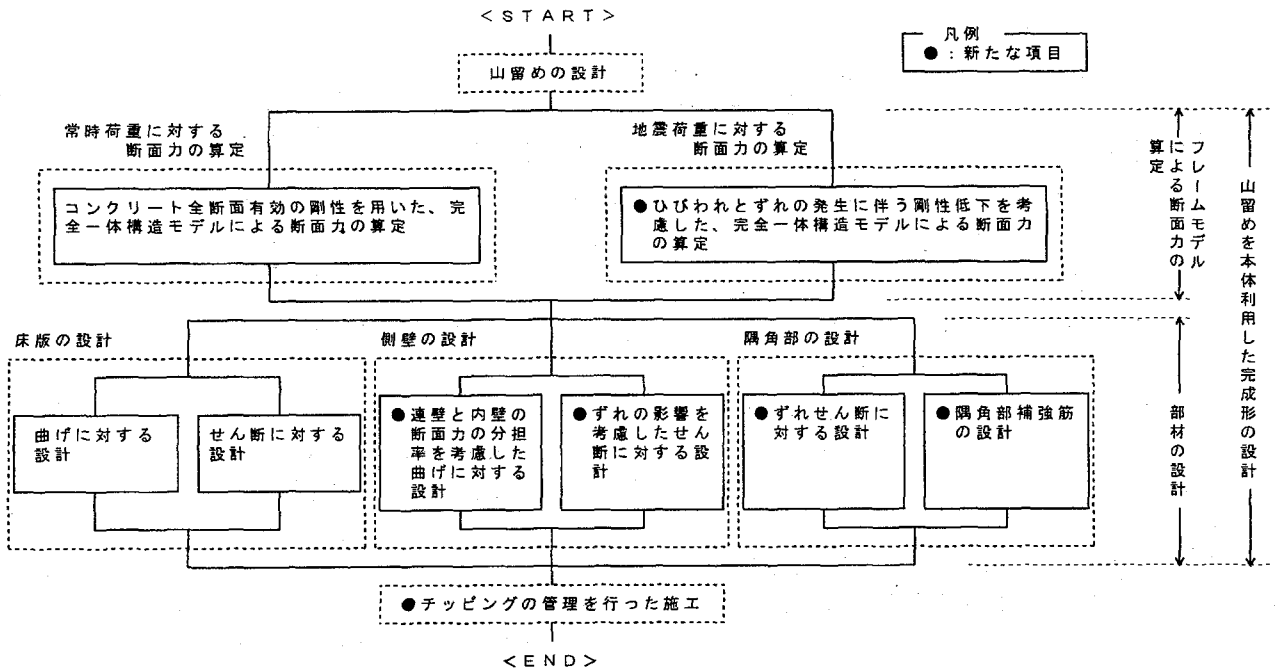


図-29 設計の流れ

震時の曲げ剛性比を表-6 に示す。なお、解析の際の配筋は、側壁部の曲げせん断試験供試体と同一であり、地震時荷重は主引張り鉄筋が地震時の許容応力度(3000kgf/cm²)となる時の値である。

表-6 地震時の曲げ剛性比 (案)

			実験	F E M解析	
				軸力なし	軸力あり
チップ ング方式 側壁	鉛直荷重 (tf)		56	48	63
	たわみ (mm)	実験・解析	1.3	1.6	1.8
	剛性 (tf・m ²)	実験・解析	1400	1000	1200
		初期剛性	6300		
	剛性比 (%)	計算結果	23*	17	19
		採用(案)	20		
一体打 ち床版部 材	鉛直荷重 (tf)		57	51	61
	たわみ (mm)	実験・解析	1.3	1.3	1.3
	剛性 (tf・m ²)	実験・解析	1600	1300	1600
		初期剛性	6300		
	剛性比 (%)	計算結果	25	20	24
		採用(案)	25		

※チップング方式の実験結果は、接合面が新旧コンクリートの付着の影響で滑らなかったため、参考値とした。

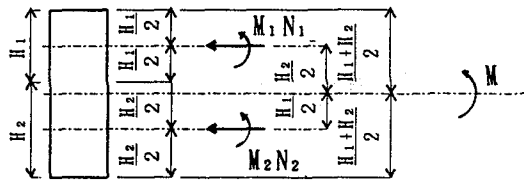


図-30 曲げモーメントの分担率

表-7 断面力の換算係数(α) (案)

接合面処理	チップング	
荷重状態	常時	地震時
M ₁	0.32	0.31
M ₂	0.10	0.11
N ₁	0.38	0.34
N ₂	-0.30	-0.33

圧縮側: $M_1 = \alpha M$, $N_1 = \alpha M / (H_2/2)$
引張側: $M_2 = \alpha M$, $N_2 = \alpha M / (H_1/2)$

(2) 断面力の分担率

曲げモーメントが作用した地中連続壁と本体の断面力は、図-30のようにモデル化した。M₁、M₂、N₁、N₂と、地中連続壁と内壁を完全一体と仮定してフレーム解析で算定した断面力Mとの関係が分かれば、完全一体と仮定してフレーム解析で算定した断面力をもとに両壁の断面設計が簡単に行える。そこで、載荷実験とF E M解析による断面内のひずみ分布をもとに、M₁～N₂を算定し、完全一体と仮定してフレーム解析で算定した断面力との関係を求め、常時と地震時のM₁～N₂をMより算定する表-7 の断面力の換算係数を分担率を表す指標として設定した。

6. まとめ

本実験検討より、隅角部がしっかり固定されていれば、側壁部はチップング処理だけでも完全一体と同程度の性能を有することと、これを満足できる隅角部の製作が可能であることが判明した。また、接合面自体の強度特性も把握できた。

この結果を踏まえ、施工の簡略化を考慮した設計法(案)として、隅角部はチップング処理と接合材により完全に一体性を確保するが、側壁部はチップング処理のみを行うチップング方式を考案した。

また、隅角部には、床版の主引張鉄筋のみ通せば良いことと、接合材は解析によるずれ量(ずれせん断力)をもとに設計できることが確認できた。

また、今回の設計法により試設計を行った結果、チップング方式は、従来方式に比べ、鋼材量が10%、ずれ止め箇所数が50%程度削減でき、施工性に優れた方式であることも確認できた。

しかし、考案した設計法(案)には、以下の事項が課題として残っている。

- ①ハンチ下に配置する接合材の範囲
- ②構造条件等が異なる場合の剛性の低下率
- ③構造条件等が異なる場合の断面力の分担率
- ④ずれの影響を考慮したせん断に対する具体的な設計方法
- ⑤隅角部のより効率的な配筋方法
- ⑥チップングの管理方法

また、チップング方式に限らず、地中連続壁を本体利用する場合の共通の課題として、地中連続壁の残留応力や、地中連続壁と後打ち壁の材令差や、施工時の構造系の変化に起因するクリープ・乾燥収縮の影響等も課題として残っている。

これらについては、今後、実験と解析により検討を進めていく予定である。

参考文献

- 1) 長崎光男, 諸橋和美, 強崎薫: 地下連続壁の本体利用の設計(1), 構造物設計資料 No. 73, pp. 35-40, 1983. 3.
- 2) 長崎光男, 松田好史, 諸橋和美: 地下連続壁の本体利用の設計(2), 構造物設計資料 No. 74, pp. 13-20, 1983. 6.
- 3) 石橋忠良, 斎藤啓一, 寺田年夫: 重ね梁のせん断設計, 構造物設計資料 No. 84, pp. 8-12, 1985. 12
- 4) 深い掘削土留工設計法, 日本鉄道技術協会, pp. 124-152, 1993. 5
- 5) 駐車場設計・施工指針 同解説, 日本道路協会, pp. 155-176, 1992. 11
- 6) 共同溝設計指針, 日本道路協会, pp. 52-80, 1986. 3
- 7) 菊池利武, 小亀克朗, 武田寿一: WALL FOUNDATIONによる耐震架構の開発研究(その1) - 頭付きスタッドボルトによる接合部の直接せん断実験 -, 大林組技術研究所報NO. 30, 1985
- 8) 入沢賢一, 菊池利武, 小亀克朗, 武田寿一: カッティングジョイント工法による地中連続壁鉛直継手部の実大実験, 大林組技術研究所報NO. 35, pp. 35-41, 1987
- 9) 平成3年版 コンクリート標準示方書 [設計編], 土木学会, pp. 67-68, 1991
- 10) 野村敏夫, 水谷隆, 入沢賢一, 小亀克朗, 武田寿一: 地中壁と内壁との合成梁の曲げせん断実験, 大林組技術研究所報NO. 30, pp. 38-42, 1985
- 11) 小山幸則, 古山章一, 佐藤勉, 斎藤啓一: 地下連続壁を本体利用する地下駅の設計法に関する一考察, 鉄道総研報告Vol. 6, No. 12, pp. 27-34, 1992. 12
- 12) 斎藤亮, 半野久光, 久保田強, 大竹省吾: 地中連側壁の本体利用における一体化結合方式の実験的研究 土木学会第50回年次学術講演会 VI-9, pp. 18-19, 1995. 9
- 13) 斎藤亮, 原田哲伸, 大竹省吾: 地中連側壁の本体利用における一体化結合方式と設計法の実験的研究 土木学会第51回年次学術講演会 VI-295, 1996. 9
- 14) 原田哲伸, 斎藤亮, 尾上好央: 地中連側壁の本体利用における隅角部の一体化結合方式の実験的研究 土木学会第51回年次学術講演会 VI-296, 1996. 9

(1996年 9月 6日受付)